

## 遠心成形 PCa 外殻を利用した RC 柱の開発 (その2)

— 構造性能 —

香 田 伸 次  
(技術研究所)  
中 澤 春 生  
(技術研究所)

### § 1. はじめに

当社では、コンクリート躯体工事の省力化を目的とし、遠心成形 PCa 外殻を利用した柱部材の PCa 化工法の開発を行なっている。外殻としている PCa 部には、羽田ヒューム管轄と共同開発を行なっている遠心力を利用して成形した PCa コンクリートの筒状製品「ユニコラム」を用いている(写真-1)。今回、この「ユニコラム」内部に現場打ちコンクリートを充填し建築物の柱を製作することを試みた(写真-2)。

前報(その1)<sup>1)</sup>では、各種仕様別に開発概要の説明を行ない、またユニコラム製作時および内部コンクリート打設時の留意点など施工に対する検討を実験を通して行なった。引き続き本報(その2)では、遠心成形 PCa 外殻を利用した PC 柱の構造性能に対する検討を行なう。

に比べて、断面寸法を小さくすることが可能となるなどのメリットがある。

主な検討ポイントは、具体的には以下の通りである。

- 1) 外殻部とコア部との一体性は十分か、(3タイプ共)
- 2) 内蔵ウエルドメッシュはせん断補強筋として機能するか、(FS1タイプ)
- 3) 内蔵主筋と上下階の柱主筋とは、重ね継手として設計が可能か、(S1タイプ)
- 4) 主筋とフープ筋が直接緊結されない場合でも、十分

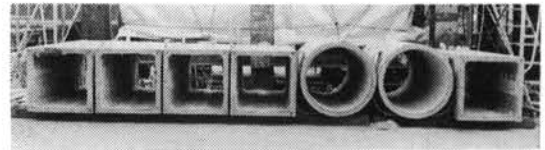


写真-1 「ユニコラム」の形状

### § 2. 検討項目および目的

今回開発したユニコラムの仕様は5種類(表-1)である。このうち、構造性能に対する検討は、標準型(FS1)、主筋内蔵型(S1)、フープ筋内蔵型(S2)の3種類を用いる場合について行なった。これらの仕様をいた RC 柱が、在来の一体打設型と同等もしくはそれ以上の構造性能を有することが確認できれば、外殻であるユニコラム部分も構造断面として算入できるものとする。この場合、ユニコラム部分を単なる型枠として扱う場合

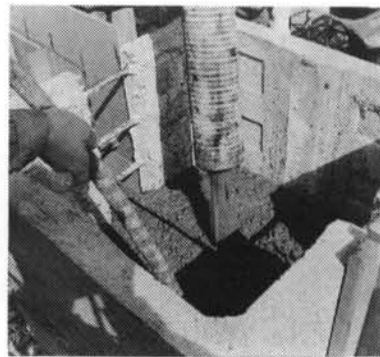


写真-2 内部コンクリートの打設状況

記号	名称	ディテール		使用形態	検討内容	
		肉厚	配筋		施工	構造
FS1	標準型	中(約50~70mm)	ウエルドメッシュ	部分的に構造断面に算入	水圧実験, 打設実験	曲げ実験, せん断実験
F2	薄肉型	小(約30mm)	ウエルドメッシュ	捨て型枠	水圧実験, 打設実験	—
F3	袖壁付型	中(約50~60mm)	一部フープ筋内蔵	捨て型枠	打設実験	—
S1	主筋内蔵型	大(100mm以上)	主筋・フープ筋内蔵	全断面を構造断面に算入	—	曲げ実験
S2	フープ筋内蔵型	中(約50mm)	フープ筋内蔵	全断面を構造断面に算入	—	曲げ実験, せん断実験

表-1 各種仕様

な応力伝達が可能か、(S2タイプ)

このうち4)の「主筋とフープ筋が直接緊結されない場合」は、建築基準法施工令第77条の1の条項に抵触している内容でもある。したがって、実際に使用するためには基本的な挙動を把握することに加えて、設計的にも十分に安全であるか評価する必要がある。

今回は検討手法として、片持梁型の曲げ実験、逆対称型のせん断実験を採用した。このうち、曲げ実験は足利工業大学那須川研究室に依頼し実施していただいた。以下に実験ごとに詳細な検討内容および検討結果を示す。

### § 3. 曲げ実験

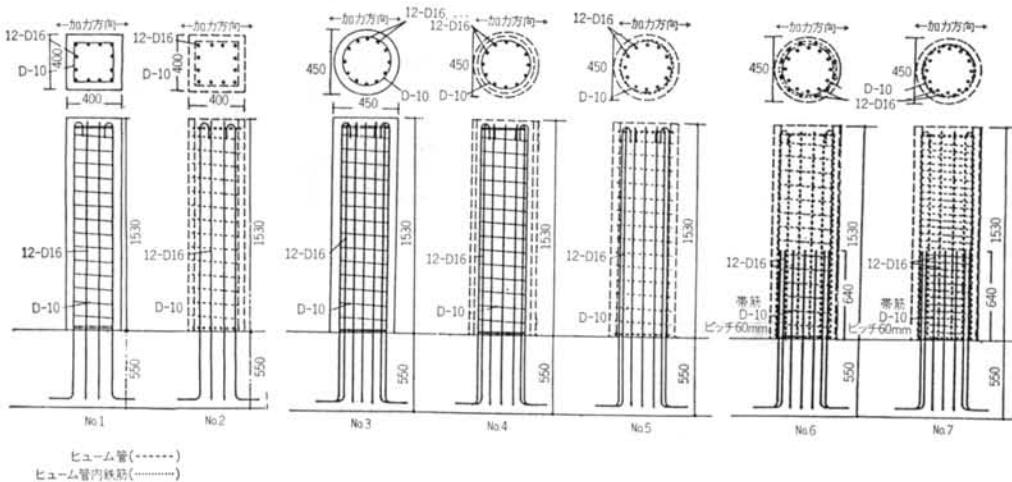
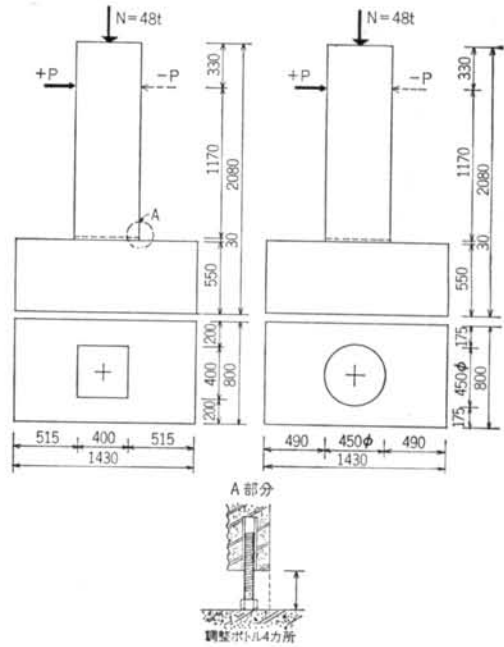
この実験では、曲げ破壊型の柱に対して遠心成形PCa外郭を用いた場合の構造性能を把握することを主な目的とする。特に部材全体の挙動として、剛性、靱性能に着目していく。

#### 3.1 実験概要

試験体は実大の約1/2模型7体で、パラメータは断面形状、外郭部の厚み、主筋配置(外郭内またはコア内)、横補強筋量(間隔)とした。対象とした仕様は、FS1(No.4), S1(No.6, 7), S2(No.2, 5)の3種類および比較用の一体打設型(No.1, 3)である。シアスパン比、主筋量、軸力は各断面形状で共通とし、横補強筋にはD10スパイラルフープを用いた。また、円形断面タイプでは外郭内面をウォータージェットにより粗面に成形し、正方形断面タイプでは外郭内面にシアコッター(高さ6mm, 間隔45

No.	断面形状	仕様	pw(%)	
1	正方形	一体打設	0.35	
2		遠心外郭		S2
3		一体打設		0.59
4		遠心外郭		
5		遠心外郭	S2	
6			S1	0.59
7			S1	

表—2 パラメーター一覧(曲げ実験)



図—1 試験体形状および配筋(曲げ実験)

mm) を設けた。表-2, 図-1 にパラメーター一覧, 試験体形状および配筋を示す。

施工については, 建て込み時には外郭部の下端に約30

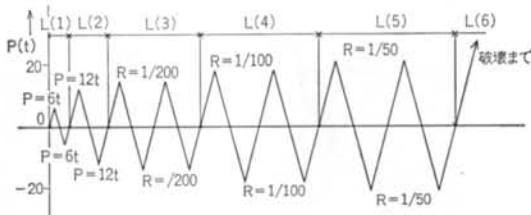


図-2 加力サイクル (曲げ実験)

No. 部位	圧縮強度	
	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)
1	247	24.2
2	コア	247
	外郭	410
3	231	22.7
4	コア	223
	外郭	448
5	コア	231
	外郭	502
6	コア	231
	外郭	440
7	コア	219
	外郭	479

表-3 コンクリートの物性 (曲げ実験)

部位・種別	降伏点強度		弾性係数	
	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	(x10 <sup>9</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	(GPa)
主筋 D16	3,350	328.7	1.75	17.2
横補強筋 D10	3,801	372.8	1.81	17.8

表-4 鉄筋の物性 (曲げ実験)

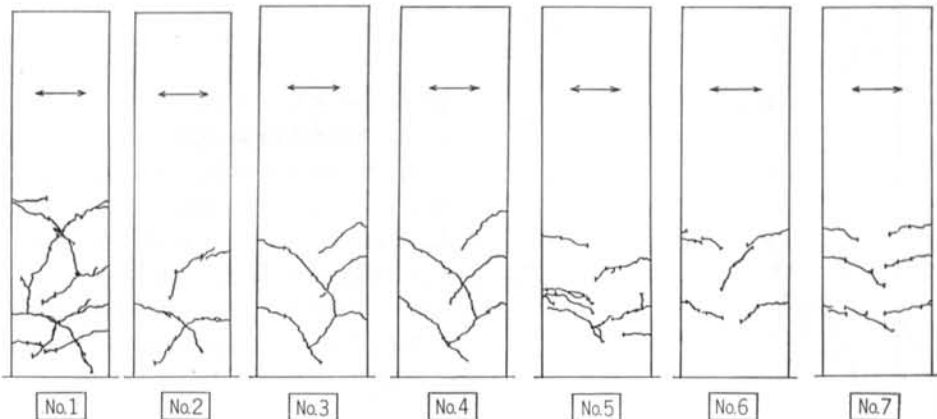


図-3 部材角 R=1/30 サイクル終了時の破壊状況 (曲げ実験)

mmのクリアランスができるようにレベルボルトを用いて調整し, 後打ちのコア部コンクリートが回り込むよう設置した (図-1)。

加力は, 一定軸力下 (N=48tonf, 470kN) での正負交番繰り返し片持ち梁型加力とした (図-2)。

使用した材料の物性を表-3, 表-4 に示す。このうち, 外郭部のコンクリートについては遠心成形供試体 (JIS A1136 遠心力締固めコンクリートの圧縮試験方法) による値を採用した。

計測は, 各荷重 (水平力, 軸力), 柱全体の水平変形, 主筋ひずみ等について行なった。

### 3.2 実験結果および考察

始めに, 部材角 R=1/30 サイクル終了時の各試験体の破壊状況を図-3 に, せん断力-水平変形 (角) 関係を図-4 に各々示す。

最終的に圧縮縁コンクリートの圧潰に至り耐力低下を起こした円形断面一体打設型試験体 No.3 以外は, R=1/200 付近で主筋が引張り降伏した後も耐力低下は見られず, 履歴ループも紡錘形のエネルギー吸収能に富んだ良好なものであった。これは, 外郭部を遠心力により成形するため, 流動性を意識せず富調合で高強度のコンクリートを用いることができたためと考える。

図-4 中には計算により求めた弾性剛性を示し, 実験結果と比較した。この結果 CPa 外郭を用いた試験体でも一体打設型同様に良く適合しており, 初期段階において外郭部とコア部は一体的に挙動していたものと考えられる。

図-3 を見ると, No.1~No.5 では曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに進展していたが, No.6, 7 はで曲げひび割れが発生したに留まっていたことがわかる。これは, No.

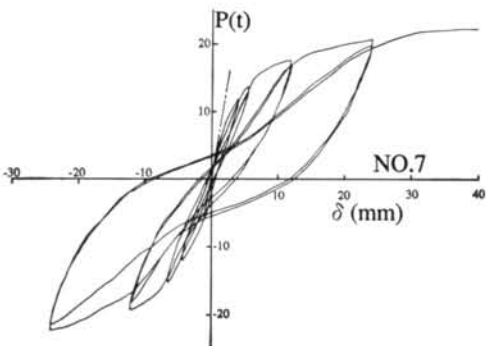
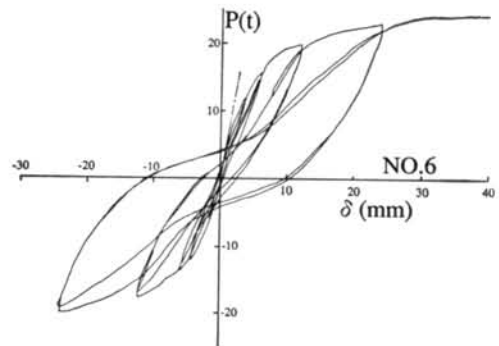
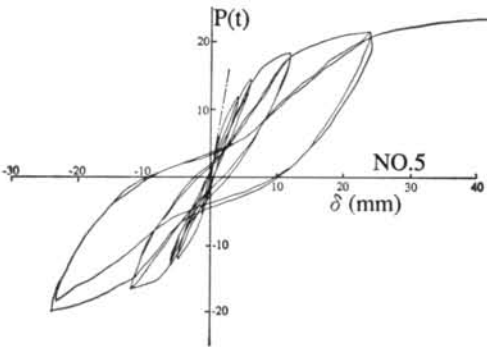
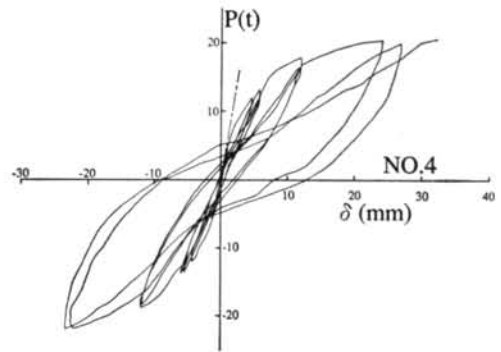
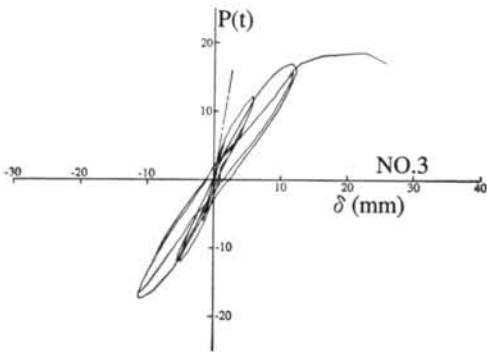
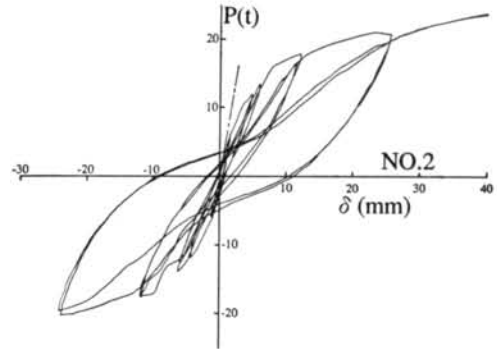
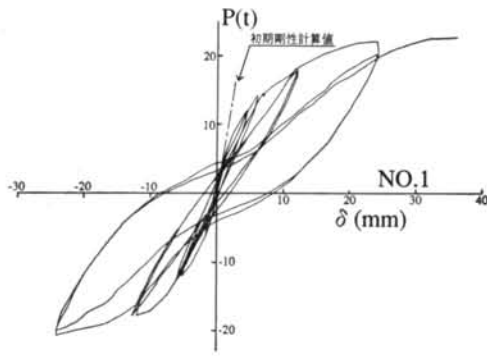


図-4 セン断力-水平変形(角)関係(曲げ実験)

6,7では端部から640mmの区間で主筋を重ね継手としており、ひび割れ進展の防止については事実上主筋量が2倍になっているのと同じ効果があったものと考えられる。また、重ね継手としたことによる付着ひび割れの発生など有害な挙動は認められなかった。

何れの試験体においても、実験全般を通して外郭部とコア部とはだ分れは観察されなかった。このことから、この実験では打継面の一体性は十分確保されていたことがわかる。しかし、この実験では破壊モードが曲げ破壊であり、応力的には主筋の引張り降伏により比較的小さ

いレベルに留まっている。したがって、次の段階としてより大きな応力レベル下での挙動を調べることにした。

## § 4. せん断実験

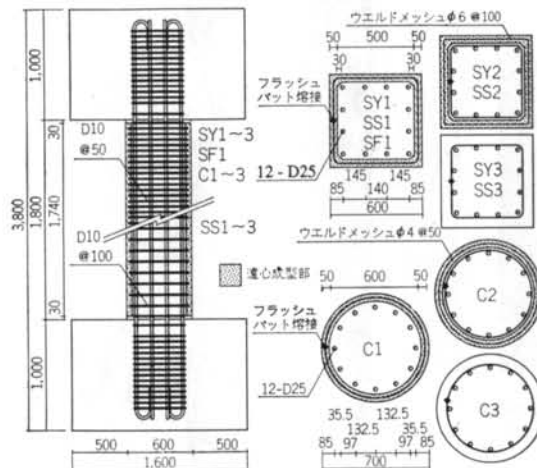
この実験では、せん断破壊する柱および曲げ降伏後にせん断破壊する柱に対して、遠心成形 PCa 外郭を用いた場合の構造性能を把握することを主な目的とする。また、先の曲げ実験時よりも高い応力状態とすることにより、打継面の一体性が喪失される場合の挙動を調べることにした。

### 4.1 実験概要

試験体は実大の約 3/4 模型 10 体で、パラメータは、断面形状、仕様、横補強筋量（間隔）、軸力比とした。対象とした仕様は FS1 (C2, SS2, SY2), S2 (C1, SS1, SY1, SF1) の 2 種類および比較用の一体打設型 (C3, SS3, SY3)

名称	断面形状	仕様	pw(%)	軸力比
C1	円形	S2	0.48	0.25
C2		FS1		
C3		一体打設		
SS1	正方形	S2	0.24	
SS2		FS1		
SS3		一体打設		
SY1	正方形	S2	0.48	
SY2		FS1		
SY3		一体打設		
SF1	遠心外郭	S2	0.10	

表—5 実験パラメータ一覧（せん断実験）



図—5 試験体形状および配筋（せん断実験）

である。また、シアスパン比、主筋量は各断面形状で共通とし、横補強筋にはフラッシュバット溶接による閉鎖型フープのみを用いた。FS1 タイプの場合のウェルドメッシュは円形断面タイプで  $\phi 6@100$ 、正方形断面タイプで  $\phi 4@50$  とした。また、円形断面タイプでは外郭内面をウォータージェットにより粗面に成形し、正方形断面タイプでは外郭内面にシアコッター（高さ 6mm、間隔 140mm）を設けた。表—5 にパラメータ一覧を、図—5 に試験体形状および配筋を示す。

施工については、建て込み時には外郭部の上下端に約 30mm のクリアランスを設け、後打ちのコア部コンクリートが回り込むよう設置した。

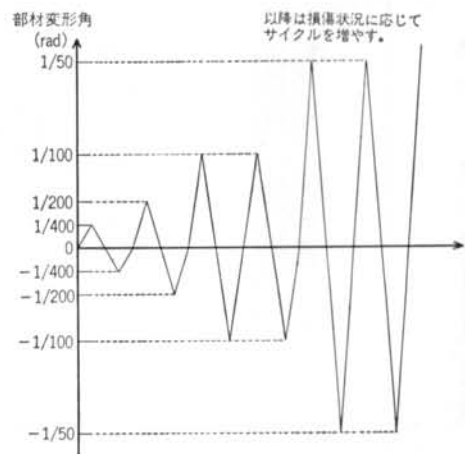
加力は、一定軸力下での正負交番繰り返し逆対称加力とした（図—6）。ただし、表—5 中の軸力比は（コア部コンクリート圧縮強度） $\times$ （全断面積）に対する比である。使用した材料の物性を表—6、表—7 に示す（外郭部コンクリートは遠心成形供試体による値）。

計測は、各荷重（水平力、軸力）、柱全体の水平変形、各部の変形（変形成分）、主筋・横補強筋・ウェルドメッシュのひずみ等について行なった。

### 4.2 実験結果および考察

始めに、各試験体の最終破壊状況を図—7 に、せん断力—水平変形関係を図—8 に各々示す。

円形断面試験体 3 体（C シリーズ）は、何れも曲げひび割れ発生後に主筋が引張り降伏し、それに伴って最大耐力に達した。その後 C1, C3 では、対角方向のせん断ひび割れが発生、拡大し破壊に至った。ただし、対角方向のせん断ひび割れの拡大はフープ筋より外の被りコンクリート部分で顕著であった。被りコンクリート部で生



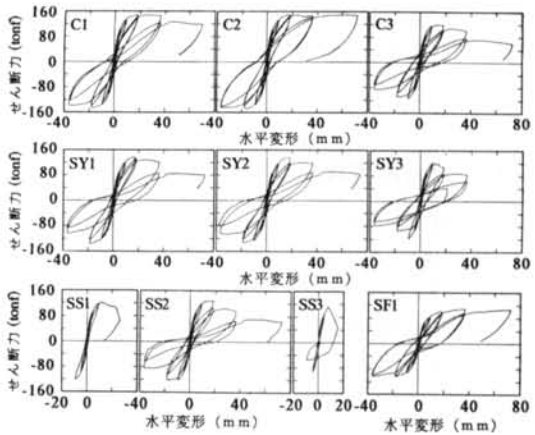
図—6 加力サイクル（せん断実験）

名称・部位		圧縮強度		弾性係数	
		(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	( $\times 10^9$ kgf/cm <sup>2</sup> )	(GPa)
C1	コア	318	31.2	2.77	27.2
	外郭	528	51.8	3.68	36.1
C2	コア	318	31.2	2.77	27.2
	外郭	558	54.7	3.74	36.7
C3		318	31.2	2.77	27.2
SS1	コア	301	29.5	2.72	26.7
	外郭	675	66.2	3.65	35.8
SS2	コア	301	29.5	2.72	26.7
	外郭	328	61.6	3.76	36.9
SS3		318	31.2	2.77	27.2
SY1	コア	301	29.5	2.72	26.7
	外郭	668	65.5	3.59	35.2
SY2	コア	301	29.5	2.72	26.7
	外郭	578	56.7	3.86	37.9
SY3		318	31.2	2.77	27.2
SF1	コア	301	29.5	2.72	26.7
	外郭	537	52.7	3.57	35.0

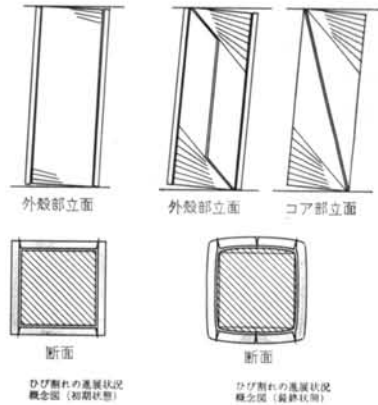
表一六 コンクリートの物性 (せん断実験)

部 位 ・ 種 別		降伏点強度		弾性係数	
		(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	( $\times 10^9$ kgf/cm <sup>2</sup> )	(GPa)
主 筋	D25	3,654	358.3	1.90	18.6
横 補 強 筋	D10	3,596	352.6	1.92	18.8
ウエルドメッシュ (円形断面)	φ4	5,392	528.8	1.85	18.1
ウエルドメッシュ (正方形断面)	φ6	5,067	496.9	1.99	19.5

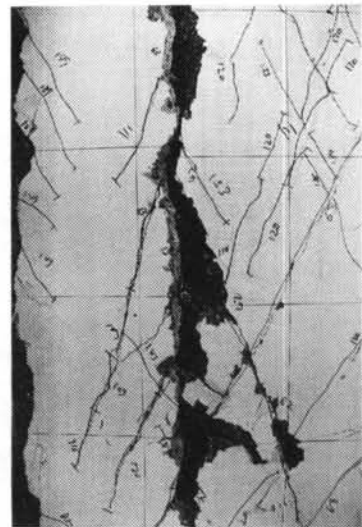
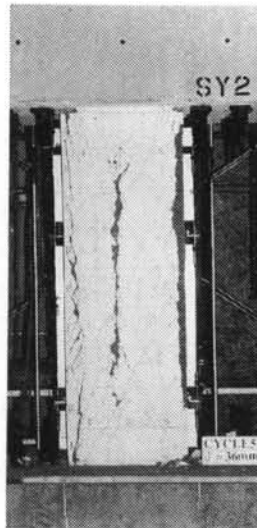
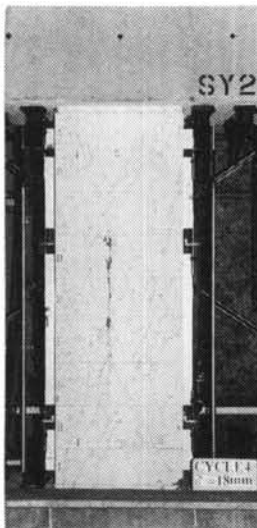
表一七 鉄筋の物性 (せん断実験)



図一八 せん断力—水平変形関係 (せん断実験)



図一九 ひび割れ進展状況の概念図



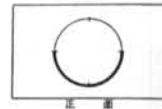
写真一三 縦ひび割れの進展状況



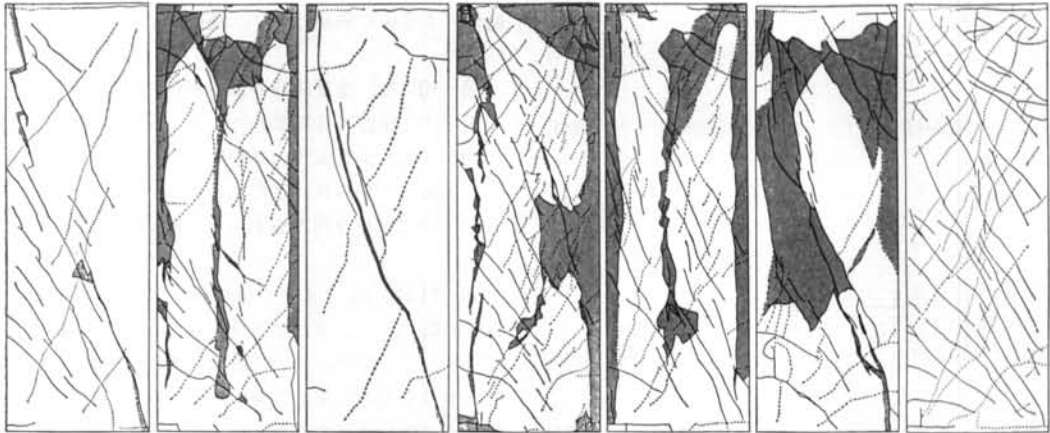
C1

C2

C3



正面



SS1

SS2

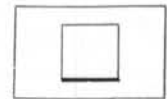
SS3

SY1

SY2

SY3

SF1



正面

図一七 最終破壊状況（せん断実験）

じたせん断ひび割れによるずれ変形は、そのままフープ筋内外ではだ別れによるずれ変形として吸収されたことになる。このはだ別れ現象は、一体打設型の C3 試験体で顕著に見られ、最終的には被りコンクリートの大きな剥落に至った。また、遠心成形外郭を用いた C1, C2 試験体において、コア部と外郭部との打継ぎ面ではだ別れは生じなかった。

正方形断面で横補強筋量が少ない試験体 3 体 (SS シ

リーズ) は、いずれも主筋圧縮降伏後のせん断破壊となった。特に FS1 タイプの SS2 を除く 2 体は、最大耐力発現後に脆性的に破壊した。このことから、SS2 ではウェルドメッシュがせん断補強筋としての効果を示し、ある程度靱性能を向上させたことがわかる。破壊状況については、SS1, SS3 では全断面を貫通する対角方向のせん断ひび割れの拡大が顕著であった。また SS2 では、ウェルドメッシュより外の被りコンクリート部分にウェルドメ



ッシュの縦筋に沿って、細かい斜めひび割れが編み上げ状に生じる軸方向の亀裂が観察された。これは図-9、写真-3に示すように以下の順で生じたものとする。

- 1) 打継ぎ部がはだ別れた後、対角方向のせん断圧縮力によりコア部が膨張し、外郭部に生じた個材曲げ応力に起因して縦ひび割れが発生する。
- 2) 水平変形が増大すると、その内のせん断変形成分に

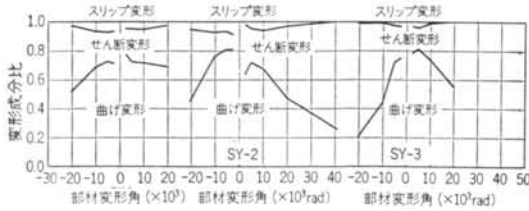


図-10 変形成分の推移 (せん断実験)

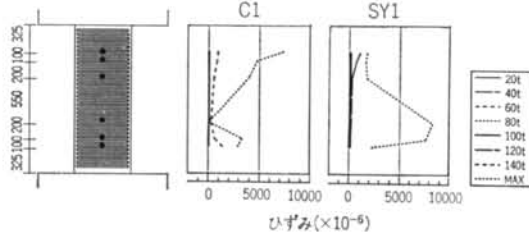


図-11 外郭部内蔵フープ筋のひずみ分布の推移例 (せん断実験)

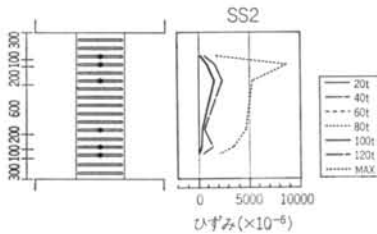


図-12 ウェルドメッシュのひずみ分布の推移例 (せん断実験)

については、コア部では斜めのひび割れ幅が拡大して追従するが、外郭部では縦ひび割れ部でのずれの増大につながる。

- 3) 正負交番の荷重により、縦ひび割れ部のずれも繰り返され、潰されたような状況となる。

また、この種の縦ひび割れがSS1で見られなかったのは、外郭部のフープ筋による横拘束が面外膨らみに対して十分抵抗したためと考える。即ち、このようなひび割れの発生を防止するには、打ち継ぎ部での一体性を十分向上させるか、あるいは外郭部の面外曲げを防ぐための補強が有効であると考えられる。

正方形断面で横補強筋量が多い試験体3体 (SYシリーズ) は、いずれも主筋引っ張り降伏後のせん断破壊となった。仕様の違いによる影響は、履歴特性においてはSSシリーズほど顕著ではなかった。破壊性状でSSシリーズと同様に、SY2において軸方向ひび割れが見られた。

正方形断面で軸力比が小さいSF1は、主筋の引っ張り降伏による曲げ破壊となり、靱性に富んだ良好な挙動を示した。

図-10には、変形成分の推移の例としてSY1~3について示す。柱頭・柱脚部のスリップ (水平滑り) は、図-10から明らかのように支配的ではなかった。この傾向は全試験体で見られ、後打ちのコアコンクリートを打継ぎ部に回し込む今回の施工法で、特に問題は見られなかった。

図-11に、S2タイプであるC1, SY1試験体の正サイクル時について、フープ筋ひずみ分布の推移の一例として示す。ここでは、フープ筋のひずみは降伏ひずみを越えるかなり大きな値まで検出されており、フープ筋と主筋が直接緊結されていなくてもノードが形成され、トラ

名称	f eq		最大耐力実験値 Qu <sub>ex</sub>		同応力度実験値 τ <sub>uex</sub>		せん断耐力計算値				計算値/実験値	
	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	(tonf)	(kN)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	広沢式		終局指針式		広沢式	終局指針式
							(tonf)	(kN)	(tonf)	(kN)		
C1	374	36.7	148.7	1458	38.7	3.80	130.2	1277	147.0	1442	0.88	0.99
C2	382	37.5	150.1	1472	39.0	3.82	131.7	1292	147.9	1450	0.88	0.99
C3	318	31.2	119.8	1175	32.6	3.20	119.0	1167	114.0	1118	0.99	0.95
SS1	415	40.7	122.0	1196	33.9	3.32	109.3	1072	91.4	896	0.90	0.75
SS2	387	38.0	128.5	1260	35.8	3.51	107.9	1058	90.3	886	0.84	0.70
SS3	318	31.2	112.3	1101	31.2	3.06	100.0	981	82.1	805	0.89	0.73
SY1	417	40.9	136.5	1339	38.0	3.73	118.8	1165	122.5	1201	0.87	0.90
SY2	402	39.4	135.9	1333	37.8	3.71	117.4	1151	119.1	1168	0.86	0.88
SY3	318	31.2	120.0	1177	33.9	3.32	109.5	1074	114.0	1118	0.91	0.95
SF1	374	36.7	108.7	1066	30.2	2.96	101.3	993	110.8	1087	0.93	1.02

表-8 最大耐力実験値およびせん断耐力計算値との比較 (せん断実験)



ス機構が構成されていたことがわかる。

図-12には、同様にウェルドメッシュ横筋のひずみ分布の推移の一例(SS2)を示す。両者ともかなり早期から比較的大きなひずみが検出されており、ウェルドメッシュがせん断補強筋として機能していることが裏付けられた。

表-8に、各試験体の最大耐力実験値と各種せん断耐力算定値<sup>2)3)</sup>との比較を示す。ここで各種耐力の計算には、コア部と外郭部とでコンクリート圧縮強度に差があることを考慮し、等価圧縮強度  $f_{eq}$

$$f_{eq} = \frac{(A_1 \times \sigma_{B1}) + (A_2 \times \sigma_{B2})}{A_1 + A_2} \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

ただし、 $A_1$  : コア部断面積

$A_2$  : 外郭部断面積

$\sigma_{B1}$  : コア部コンクリート圧縮強度

$\sigma_{B2}$  : 外各部コンクリート圧縮強度

を用いた。また、FS1タイプにおけるウェルドメッシュは横補強筋換算せず無視した。

曲げ破壊となったSF1の終局強度型指針式に対する値を除く全ての値について、終局耐力実験値は計算値を上回り、今回の試験体に対しては既往のせん断耐力算定式を用いた設計が可能であることがわかった。

## § 5. まとめ

遠心成形PCa外郭を用いたRC柱に対する2種類の構造実験から、以下の知見が得られた。

- 1) 曲げ破壊型の場合、外郭部とコア部とのはだ別かれなど特異な性状は見られず、弾性剛性も一体打設型と同程度に計算値と良く適合していた。
- 2) 遠心成形PCa外郭を用いる場合、外郭部のコンクリート強度が実質的に高くなるため、曲げ圧潰など脆性的な破壊を防ぐことができる。今回の実験では、曲げ圧潰により耐力低下を生じた一体打設型に比して、靱性能に富んだ挙動を示した。
- 3) S1タイプの場合でも、主筋の継手をラップ長さ40d

の重ね継手としておけば、主筋が降伏に達した後も部材が大変形に至るまで、十分な応力伝達が可能である。

- 4) せん断破壊型の場合、正方形断面で横補強筋量が少ないとき、FS1タイプの試験体では外郭内のウェルドメッシュにより最大耐力発現後の変形性能が向上するといった、せん断補強効果が認められた。このことは、ウェルドメッシュのひずみがかなり早期から比較的大きな値を示していることから裏付けられる。
- 5) 正方形断面でFS1タイプの試験体では、外郭部とコア部にはだ別れが生じ、対角方向のせん断圧縮力により面外方向に膨らみ、軸方向に個材曲げによるひび割れが発生するという現象が見られた。この現象は、S2タイプには見られなかった。したがってこのような軸方向ひび割れを防止するには、外郭部内面の仕上げを工夫し、コア部との一体化を増しはだ別れを防ぐか、外郭内の鉄筋量を増やし、面外膨らみに抵抗させることが効果的であると考える。
- 6) 正方形断面で横補強筋量が多い試験体は、全て主筋引張り降伏後のせん断破壊となり、仕様の違いによる影響は履歴特性においては顕著ではなかった。したがって少なくともある程度以上の横補強筋量があれば、フープ筋と主筋とが緊結されていなくても、構成されるトラス機構により十分なせん断伝達が可能であると考える。このことは、S2タイプでもフープ筋のひずみが降伏ひずみを越える程度にまで達していたこともわかる。
- 7) 柱頭・柱脚部の水平滑りは全試験体において支配的ではなく、後打ちのコアコンクリートを打継ぎ部に回し込む今回の施工方法に特に問題は見られなかった。
- 8) 曲げ破壊となったものを除く全ての試験体について最大耐力実験値は既往のせん断耐力算定式による計算値を上回り、今回の試験体に対しては従来と同様の方法によるせん断設計が可能であることがわかった。

## <参考文献>

- 1) 香田、中澤：“遠心成形PCa外郭を利用したRC柱の開発(その1)―概要および施工性能―”清水建設研究報告 Vol.58 (1993年10月) pp.53~62
- 2) 広沢他：“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その41：諸限界強度の検討)”日本建築学会学術講演梗概集 (1997年10月) pp.1505~1506
- 3) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説”(1988年10月)

